

## BAB II

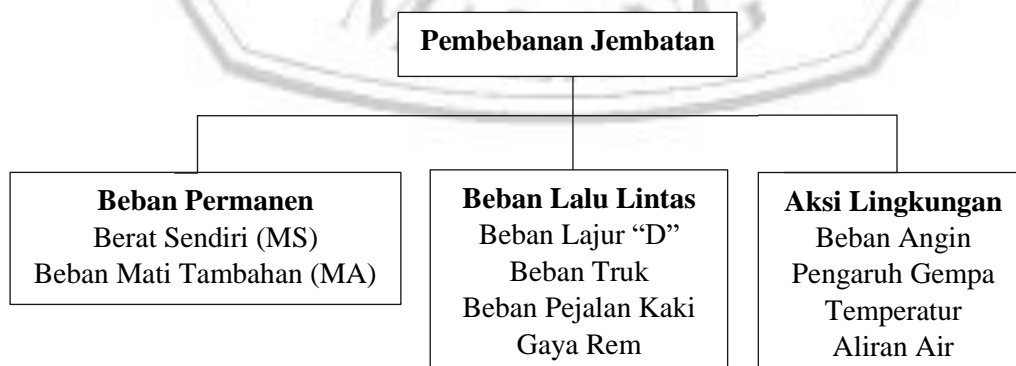
### LANDASAN TEORI

#### 2.1 Uraian Umum

Pada umumnya prinsip dalam merencanakan struktur jembatan terdiri dari analisa perhitungan struktur atas dan struktur bawah. Untuk struktur atas merupakan bagian struktur yang memiliki posisi diatas permukaan tanah seperti pelat jembatan itu sendiri dan struktur bawah adalah bagian struktur yang terletak di bawah permukaan tanah yang memiliki fungsi sebagai pemikul dari beban bangunan diatasnya dan selanjutnya diteruskan kepada pondasi seperti *abutment* dan pilar.

#### 2.2 Pembebanan

Dalam merencanakan suatu struktur jembatan tidak lepas dari perencanaan pembebanan yang akan dipikul oleh jembatan itu sendiri. Standar peraturan pembebanan direncanakan berdasarkan peraturan SNI 1725:2016 yang membahas mengenai pembebanan untuk jembatan. Merencanakan beban apa saja yang akan bekerja pada struktur jembatan tergantung dari fungsi jembatan, jenis/tipe jembatan, elevasi ketinggian jembatan, panjang jembatan, serta kondisi lainnya. Pada jembatan, terdapat beberapa jenis beban yaitu: beban permanen, beban hidup, dan aksi lingkungan. Gambar 2.1 adalah skema pengelompokan pembebanan pada jembatan.



Gambar 2.1 Jenis Pembebanan pada Jembatan

### 2.2.1 Simbol dan Kombinasi Pembebanan

Dalam setiap kombinasi pembebanan, digunakan faktor beban yang didapat dari Tabel 2.1. Pemilihan faktor beban berlandaskan kondisi ekstrem akibat beban yang bekerja. Beban-beban yang direncanakan akan terjadi dikalikan terlebih dahulu dengan nilai faktor beban yang sesuai seperti yang disajikan pada tabel berikut.

Tabel 2. 1 Kombinasi beban dan faktor beban

Keadaan Batas	MS MA TA PR PL SH	TT TD TB TR TP	EU	EW <sub>s</sub>	EW <sub>L</sub>	BF	EUn	TG	ES	Gunakan salah satu		
										EQ	TC	TV
Kuat I	$\gamma_p$	1,8	1,00	-		1,00	0,50/1,20	$\gamma_{TG}$	$\gamma_{ES}$	-	-	-
Kuat II	$\gamma_p$	1,4	1,00	-		1,00	0,50/1,20	$\gamma_{TG}$	$\gamma_{ES}$	-	-	-
Kuat III	$\gamma_p$	-	1,00	1,40		1,00	0,50/1,20	$\gamma_{TG}$	$\gamma_{ES}$	-	-	-
Kuat IV	$\gamma_p$	-	1,00	-		1,00	0,50/1,20	-	-	-	-	-
Kuat V	$\gamma_p$	-	1,00	0,4	1,00	1,00	0,50/1,20	$\gamma_{TG}$	$\gamma_{ES}$	-	-	-
Ekstrem I	$\gamma_p$	$\gamma_{EQ}$	1,00	-	-	1,00	-	-	-	1,00	-	-
Ekstrem II	$\gamma_p$	0,50	1,00	-	-	1,00	-	-	-	-	1,00	1,00
Daya layan I	1,00	1,00	1,00	0,3	1,00	1,00	1,00/1,20	$\gamma_{TG}$	$\gamma_{ES}$	-	-	-
Daya layan II	1,00	1,30	1,00	-	-	1,00	1,00/1,20	-	-	-	-	-
Daya layan III	1,00	0,80	1,00	-	-	1,00	1,00/1,20	$\gamma_{TG}$	$\gamma_{ES}$	-	-	-
Daya layan IV	1,00	-	1,00	0,7	-	1,00	1,00/1,20	-	1,00	-	-	-
Fatik (TD dan TR)	-	0,75	1,00	-	-	-	-	-	-	-	-	-
Catatan:												
- $\gamma_p$ dapat berupa $\gamma_{MS}$ , $\gamma_{MA}$ , $\gamma_{TA}$ , $\gamma_{PR}$ , $\gamma_{PL}$ , $\gamma_{SH}$ tergantung beban yang ditinjau												
- $\gamma_{EQ}$ adalah faktor beban hidup kondisi gempa												

Sumber: SNI 1725:2016

Keterangan:

MS = Beban mati komponen struktural serta non struktural jembatan

MA = Beban mati dari perkerasan lantai kendaraan serta utilitas

TA	= Gaya horizontal yang diakibatkan oleh tekanan tanah
TB	= Gaya akibat rem kendaraan
EQ	= Gaya gempa
TD	= Beban lajur “D”
TT	= Beban lajur “T”
TP	= Beban pedestrian/pejalan kaki
ET	= Gaya akibat temperatur gradien
EWS	= Beban angin pada struktur
EWL	= Beban angin pada kendaraan
EU	= Beban arus dan hanyutan

### 2.2.2 Beban Permanen

Beban permanen merupakan beban yang berada di sepanjang struktur dan terdiri atas berat sendiri jembatan maupun bagian dari perlengkapannya. Beban ini terdiri dari dua jenis beban yaitu berat sendiri jembatan (MS) dan beban mati tambahan (MA). Dalam perhitungan beban, nilai kerapatan massa dan berat isi berbeda-beda sesuai dengan macam bahan yang digunakan seperti yang disajikan pada Tabel 2.2.

Tabel 2.2 Berat Isi Untuk Beban Mati

No.	Bahan	Berat isi (kN/m <sup>3</sup> )	Kerapatan massa (kg/m <sup>3</sup> )
1	Lapisan permukaan beraspal ( <i>bituminous wearing surfaces</i> )	22,0	2245
2	Besi tuang ( <i>cast iron</i> )	71,0	7245
3	Timbunan tanah dipadatkan ( <i>compacted sand, silt or clay</i> )	17,2	175
4	Kerikil dipadatkan ( <i>rolled gravel, macadam or ballast</i> )	18,8-22,7	1920-2315
5	Beton aspal ( <i>asphalt concrete</i> )	22,0	2245
6	Beton ringan ( <i>low density</i> )	12,25-19,6	1250-2000
7	Beton $f'c < 35$ MPa	22,0-25,0	2320
	$35 < f'c < 105$ MPa	$22 + 0,02 f'c$	$2240 + 2,29 f'c$
8	Baja ( <i>steel</i> )	78,5	7850
9	Kayu ringan ( <i>light wood</i> )	7,8	800
10	Kayu berat ( <i>hard wood</i> )	11,0	1125

Sumber: SNI 1725:2016

Beban mati jembatan merupakan total dari seluruh berat setiap komponen struktural maupun non struktural. Setiap komponen ini harus dianggap sebagai suatu kesatuan aksi yang tidak terpisahkan pada waktu menerapkan faktor beban normal dan faktor beban terkurangi.

### a) Berat Sendiri (MS)

Berat sendiri merupakan berat dari bagian jembatan itu sendiri beserta elemen-elemen struktural lain, termasuk berat bahan komponen jembatan yang termasuk elemen struktural, sekaligus elemen nonstruktural yang sifatnya tetap. Besar faktor beban yang dipakai dalam perhitungan berat ini yaitu tersaji dalam Tabel 2.3 berikut.

Tabel 2.3 Faktor Beban Untuk Berat Sendiri

Tipe Bahan	Faktor Beban ( $\gamma_{MS}$ )			
	Keadaan Batas Layan ( $\gamma_{MS}$ )		Keadaan Batas Ultimit ( $\gamma_{MS}$ )	
	Bahan		Biasa	Terkurangi
Tetap	Baja	1,00	1,10	0,90
	Aluminium	1,00	1,10	0,90
	Beton Pracetak	1,00	1,20	0,85
	Beton Cor di tempat	1,00	1,30	0,75
	Kayu	1,00	1,40	0,70

Sumber: SNI 1725:2016

### b) Beban Mati Tambahan (MA)

Berat dari seluruh bahan yang kemudian membentuk suatu beban pada jembatan yaitu elemen nonstruktural dan nilainya dapat berubah sesuai dengan umur jembatan rencana merupakan beban mati tambahan. Nilai faktor beban mati tambahan yang berbeda-beda dari ketentuan yang disajikan pada Tabel 2.4 dapat digunakan melalui persetujuan instansi terkait yang memiliki wewenang. Hal ini dapat dilakukan apabila instansi terkait melakukan kegiatan pengawasan terhadap beban mati tambahan, sehingga umur jembatan rencana tidak terlampaui.

Tabel 2.4 Faktor beban untuk beban mati tambahan

Tipe Bahan	Faktor Beban ( $\gamma_{MA}$ )			
	Keadaan Batas Layan ( $\gamma_{MA}$ )		Keadaan Batas Ultimit ( $\gamma_{MA}$ )	
	Keadaan		Biasa	Terkurangi
Tetap	Umum	1,00 <sup>(1)</sup>	2,00	0,70
	Khusus (terawasi)	1,00	1,40	0,80
Catatan <sup>(1)</sup> : Faktor beban layan sebesar 1,3 digunakan untuk berat utilitas				

Sumber: SNI 1725:2016

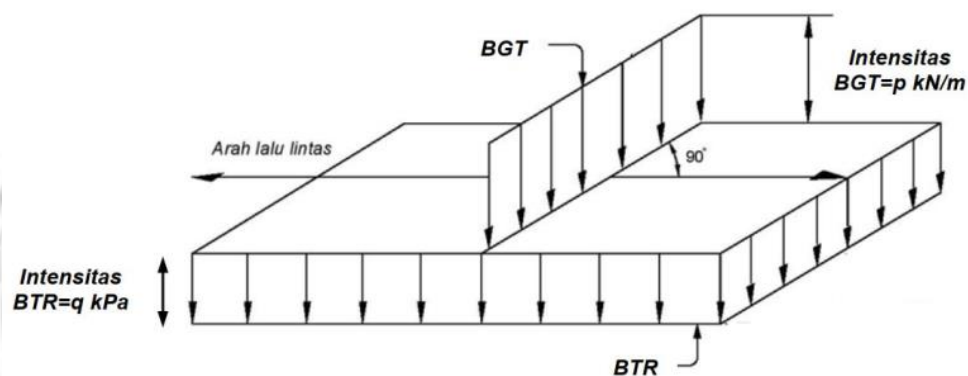
### 2.2.3 Beban Lalu Lintas

Terdapat dua jenis beban pada perencanaan suatu jembatan yaitu beban lajur “D” dan beban truk “T”. Pada umumnya, beban “D” digunakan dalam analisa

perhitungan jembatan yang memiliki bentang sedang sampai panjang dan untuk bebam “T” digunakan untuk bentang pendek.

#### a. Beban Lajur “D” (TD)

Beban “D” terdiri atas beban terbagi rata (BTR) digabung dengan beban garis (BGT) seperti yang digambarkan pada Gambar 2.2. Beban “D” merupakan beban yang bekerja pada seluruh lebar jalur kendaraan dan memberikan pengaruh pada jembatan yang ekuivalen dengan suatu iring-iringan kendaraan yang sebenarnya. Jumlah total beban lajur “D” yang bekerja tergantung pada lebar jalur kendaraan itu sendiri.



Gambar 2.2 Beban lajur “D”  
Sumber: SNI 1725:2016 halaman 39

Analisa perhitungan kekuatan gelagar menggunakan beban “D” atau beban lajur yang bebannya tersusun pada lajur lalu lintas seperti beban terbagi rata (BTR) sebesar “ $q$ ” ton per meter panjang per lajur, serta beban garis terpusat (BGT) sebesar “ $p$ ” ton per lajur lalu lintas. Nilai “ $q$ ” didapat sesuai dengan ketentuan berikut.

$$q = 9 \text{ kPa} = 0,9 \text{ t/m}^2 \quad \rightarrow \text{Untuk } L < 30 \text{ m} \dots\dots\dots (2.1)$$

$$Q = 9 \left[ 0,5 + \frac{15}{L} \right] \text{ kPa} \quad \rightarrow \text{Untuk } L > 30 \text{ m} \dots\dots\dots (2.2)$$

Sumber: SNI 1725:2016 Hal.39

Keterangan:

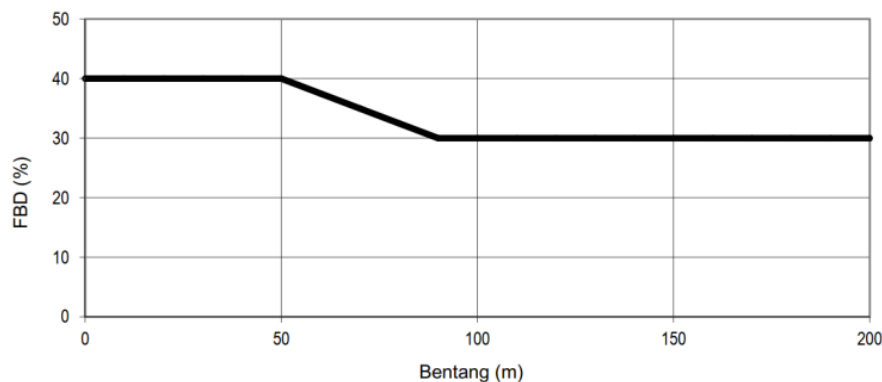
$q$  = Besar intensitas beban terbagi rata (BTR) dalam arah memanjang jembatan (kPa)

$L$  = Panjang total jembatan yang dibebani (meter)

Nilai “ $p$ ” diambil nilainya sebesar  $(p) = 49 \text{ kN/m} = 4,9 \text{ ton/m}$ . Beban garis terpusat (BGT) terletak tegak lurus terhadap arah lalu lintas pada jembatan. Agar

dihasilkan momen lentur negatif maksimum pada suatu jembatan menerus, maka BGT kedua beban yang identik harus diletakkan di posisi dalam arah melintang jembatan pada bentang lainnya.

Faktor Beban Dinamis (FBD) adalah nilai hasil interaksi antara kendaraan yang bergerak dan jembatan. Besar nilai FBD didapat berdasarkan frekuensi dasar dari suspensi kendaraan, serta frekuensi dari getaran lentur jembatan. Dalam menentukan nilai FBD dapat digunakan grafik pada Gambar 2.3.



Gambar 2.3 Faktor beban dinamis untuk beban T untuk pembebanan lajur “D”  
Sumber: SNI 1725:2016 halaman 39

#### b. Beban truk “T” ( $TT$ )

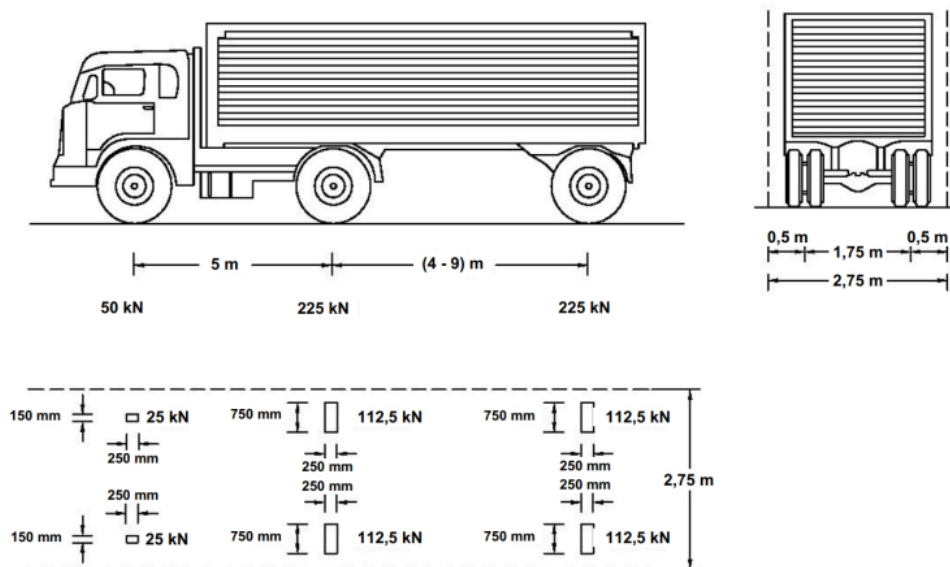
Beban truk merupakan beban dari suatu kendaraan dengan berat 3 gandar yang memiliki tempat di berbagai posisi dalam lajur lalu lintas rencana. Jenis gardar sendiri yaitu memiliki dua bidang kontak pembebanan yang disimulasikan sebagai pengaruh dari pola kendaraan berat. Beban lajur truk “T” dan beban “D” tidak dapat digunakan secara bersamaan. Berikut adalah faktor beban untuk beban truk seperti yang tertera pada Tabel 2.5.

Tabel 2.5 Faktor Beban Untuk Beban “T”

Tipe Beban	Jembatan	Faktor beban	
		Keadaan Batas Layan ( $\gamma_{TT}^L$ )	Keadaan Batas Ultimit ( $\gamma_{TT}^U$ )
Transien	Beton	1,00	1,80
	Boks Girder Baja	1,00	2,00

Sumber: SNI 1725:2016 Hal.41





Gambar 2.4 Pembebanan truk "T" (500 kN)

Sumber: SNI 1725:2016 halaman 41

Pembebanan untuk beban truk "T" meliputi kendaraan truk semi-trailer yang susunan serta berat gandarnya seperti yang disajikan pada gambar 2.4. Berat dari setiap gandar dijabarkan menjadi 2 beban merata dengan nilai sama yang merupakan bidang interaksi antara roda dan permukaan lantai kendaraan jembatan. Jarak antar 2 gandar dapat diganti dalam rentang 4,0 meter sampai dengan 9,0 meter agar didapatkan pengaruh yang paling besar pada arah memanjang jembatan.

### c. Gaya Rem (*TB*)

Nilai gaya rem didapatkan dari nilai yang terbesar antara 25% dari berat gandar truk desain atau 5% dari berat truk rencana yang telah ditambah beban lajur terbagi rata BTR. Gaya rem ditempatkan di semua lajur rencana yang bermuatan sesuai dengan lajur lalu lintas rencana dan bersisi lalu lintas dengan arah yang sama. Gaya ini diasumsikan akan bekerja secara horizontal pada jarak 1800 mm diatas permukaan jalan pada masing-masing arah longitudinal serta dipilih yang paling menentukan. Untuk jembatan yang akan didesain ulang menjadi satu arah, maka seluruh jalur rencana harus dibebani secara simultan ketika menghitung besar nilai gaya rem.

### 2.2.4 Aksi Lingkungan

Pembebanan akibat aksi lingkungan dipengaruhi oleh beberapa faktor diantaranya yaitu pengaruh dari temperatur, angin, banjir, gempa dan penyebab-penyebab alamiah lainnya.

### a. Beban Angin

Beban akibat tekanan angin yang diasumsi diakibatkan oleh angin rencana yang memiliki kecepatan dasar ( $V_B$ ) dengan besar 90 hingga 126 km/jam. Beban angin harus terdistribusi secara merata di setiap permukaan yang terkena angin. Luas area yang diperhitungkan yaitu luas area dari seluruh komponen, termasuk sistem lantai serta *railing* dengan pengambilan tegak lurus terhadap arah angin. Arah ini bervariasi agar memiliki pengaruh yang paling berbahaya terhadap struktur jembatan atau komponen-komponennya. Tekanan angin rencana dapat diperoleh dari penggunaan persamaan berikut.

$$P_D = P_B \left( \frac{V_{DZ}}{V_B} \right)^2 \dots\dots\dots (2.3)$$

Keterangan:

$P_D$  = Tekanan akibat angin rencana (MPa)

$P_B$  = Tekanan akibat angin dasar seperti yang disajikan dalam tabel 2.6 (MPa)

$V_{DZ}$  = Kecepatan angin rencana di elevasi rencana, Z (km/jam)

$V_B$  = Kecepatan angin rencana (90 hingga 126 km/jam pada elevasi 1000 mm)

Tabel 2.6 Tekanan Angin Dasar

Komponen bangunan atas	Angin tekan (MPa)	Angin Hisap (MPa)
Rangka, kolom, dan pelengkung	0,0024	0,0012
Balok	0,0024	N/A
Permukaan datar	0,0019	N/A

Sumber: SNI 1725:2016 Hal.56

Pengambilan besar gaya akibat beban angin tidak diijinkan apabila nilainya lebih kecil dari 4,4 kN/mm pada daerah bidang tekan sedangkan 2,2 kN/mm pada daerah bidang hisap atau tarik pada struktur rangka dan pelengkung. Sedangkan untuk balok atau gelagar nilainya tidak kurang dari 4,4 kN/mm.

### b. Pengaruh Gempa

Dalam merencanakan suatu jembatan perancangan disarankan memiliki kemungkinan terkecil terjadinya runtuh atau kegagalan pada struktur yang signifikan serta gangguan terhadap fungsional yang diakibatkan oleh pengaruh gempa. Beban gempa dianggap sebagai gaya horizontal yang didapat berdasarkan perkalian antara koefisien respons elastik ( $C_{sm}$ ) dengan berat struktur ekuivalen



yang kemudian dimodifikasi dengan faktor modifikasi respons ( $R_d$ ) seperti rumus berikut.

$$E_Q = \frac{C_{sm}}{R_d} \times W_t \dots\dots\dots (2.4)$$

Keterangan:

$E_Q$  = Gaya akibat beban gempa horizontal statis (kN)

$C_{sm}$  = Koefisien respons gempa elastis

$R_d$  = Faktor modifikasi respons

$W_t$  = Berat total seluruh struktur yang terdiri dari beban mati dan beban hidup (kN)

Dari peta percepatan batuan dasar serta spektra percepatan berdasarkan daerah gempa dan periode ulang gempa rencana kita dapat menentukan koefisien respons elastik  $C_{sm}$ . Koefisien percepatan didapatkan berdasarkan peta gempa yang dikalikan dengan faktor amplifikasi yang sesuai dengan kondisi tanah hingga kedalaman 30 meter di bawah struktur jembatan. Seluruh analisa perhitungan pengaruh gempa terhadap jembatan termasuk beban gempa, peta gempa, dan detail struktur mengacu pada SNI 2833:2008 mengenai Standar perencanaan ketahanan gempa untuk jembatan.

### 2.3 Tanah Sebagai Dasar Pondasi

Tanah berperan penting di setiap lokasi pekerjaan konstruksi. Menurut (Nakazawa, 1983) Tanah merupakan pondasi alami yang mendukung suatu bangunan atau struktur dari bangunan itu sendiri seperti halnya tanggul, atau juga dapat berperan sebagai sumber yang menyebabkan adanya gaya luar pada bangunan, seperti tembok/dinding penahan tanah. Sehingga dapat disimpulkan bahwa peranan tanah sangatlah penting dalam sebuah pekerjaan ketekniksipilan. Seorang kontraktor atau sarjana teknik sipil yang akan berkecimpung dalam sebuah perencanaan atau pelaksanaan suatu bangunan, sangat diperlukan untuk memiliki pengetahuan mengenai fungsi-fungsi serta sifat dari tanah yang akan diberikan beban-beban diatasnya.

(Joseph, 1982) menyebutkan bahwa tanah memiliki sifat teknik dan sifat fisis yang variabel. Dan sifat yang dimiliki tanah memiliki banyak variasi dalam arah

lateral maupun arah vertikal. Berikut merupakan sifat-sifat tanah yang penting dalam teknik pondasi.

- 1) Parameter-parameter kekuatan yang dimiliki oleh tanah (modulus tegangan-regangan, modulus geser, angka poisson, kohesifitas, serta sudut gesekan dalam).
- 2) Indeks kompreibilitas (deformasi/penurunan/*settlement*).
- 3) Permeabilitas (rembesan tanah).
- 4) Data volumetrik-gravimetrik (berat satuan (*unit weight*), berat spesifik/jenis, porositas tanah (*void ratio*), kadar air).

Menurut (Wesley, 1972) pada umumnya tanah terdiri dari tiga bahan, yaitu butiran tanah itu sendiri, serta air dan udara yang berada di ruang antara butiran-butiran tersebut. Ruangan ini disebut pori (*voids*). Ketika tanah benar-benar kering maka tidak akan ada air sama sekali dalam porinya. Akan tetapi, keadaan ini sulit ditemukan pada tanah asli di lapangan. Karena air hanya dapat kita hilangkan dari tanah apabila kita melakukan tindakan khusus untuk mencapai tujuan tersebut, misalnya dengan memasukkan ke dalam oven.

## 2.4 Daya Dukung Tanah

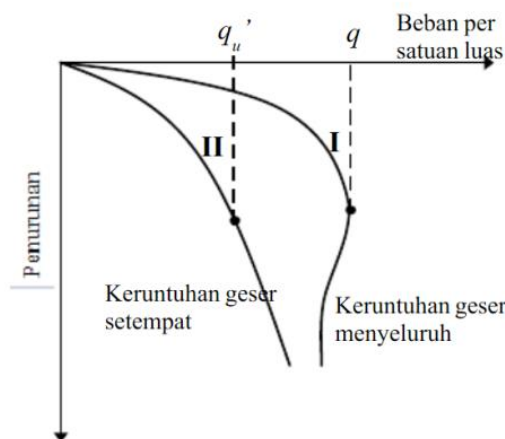
Menurut (Hardiyatmo, 1994) daya dukung tanah merupakan kemampuan yang dimiliki tanah untuk mendukung beban pondasi yang bekerja di atasnya. Pondasi sendiri merupakan bagian dari struktur yang memiliki fungsi meneruskan beban yang diakibatkan oleh berat struktur secara langsung ke tanah yang terletak di bawahnya. Tergantung pada jenis struktur dan tanahnya, beberapa jenis pondasi bisa digunakan. Dalam perancangan pondasi, terdapat 2 persyaratan yang harus dipenuhi, yaitu:

- 1) Faktor aman terhadap keruntuhan akibat terlampauinya daya dukung tanah. Dalam perhitungan daya dukung pondasi, sering digunakan faktor aman 3.
- 2) Penurunan yang terjadi akibat pondasi tidak diijinkan melebihi batas-batas nilai yang ditoleransikan. Terutama untuk penurunan yang tak sama (*differential settlement*) tidak boleh mengakibatkan kerusakan pada strukturnya.

Penurunan dapat terjadi akibat pembebanan dari struktur di atasnya. Apabila beban ini terus-menerus bertambah, penurunan pun juga bertambah. Sampai akan

menyebabkan terjadinya kondisi dimana nilai beban sudah tidak dapat berubah lagi, dan pondasi mengalami penurunan yang cukup besar. Kondisi ini yang menyatakan bahwa keruntuhan daya dukung tanah telah terjadi.

Gambar kurva penurunan yang terjadi terhadap besarnya beban yang disajikan pada Gambar 2.5. Awalnya ketika beban mulai diterapkan, penurunan yang terjadi diperkirakan berbanding lurus dengan beban yang bekerja. Hal ini digambarkan sebagai kurva yang mendekati garis lurus, yang menggambarkan hasil distorsi elastis dan pemampatan tanah tersebut. Apabila beban terus ditambah, maka akan terjadi lengkungan tajam yang dilanjut dengan bagian garis lurus kedua dengan kemiringan yang lebih curam pada kurva. Bagian tersebut yang menggambarkan keruntuhan geser telah terjadi pada tanah tersebut.



Gambar 2.5 Kurva penurunan terhadap beban yang diterapkan  
Sumber: Hardiyatmo, 1994

Daya dukung ultimit (*ultimate bearing capacity*) ( $q_u$ ) merupakan beban maksimum persatuan luas yang mana tanah masih mampu untuk mendukung beban tanpa mengalami keruntuhan. Seperti yang dinyatakan dalam rumus berikut.

$$Q_u = \frac{P_u}{A} \dots\dots\dots (2.5)$$

Keterangan:

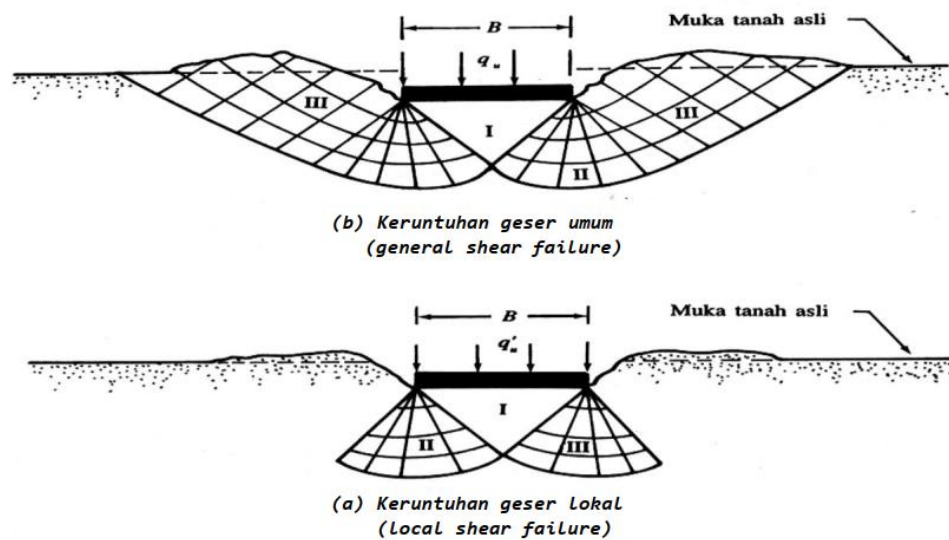
$q_u$  = Daya dukung ultimit atau daya dukung ultimit ; batas

$P_u$  = Beban ultimit atau beban batas

$A$  = Luas area beban

Pada tanah dengan kondisi yang padat, sebelum terjadi keruntuhan di dalamnya, besar penurunan relatif kecil serta bentuk kurva penurunan beban akan

seperti yang digambarkan pada kurva a dalam Gambar 2.6. Kurva a menunjukkan kondisi keruntuhan geser umum. Ketika beban ultimit telah tercapai, maka tanah telah melewati fase kedudukan keseimbangan plastis. Apabila tanah sangat tidak padat atau lunak, penurunan yang akan terjadi sebelum keruntuhan akan sangat besar. Keruntuhan tersebut terjadi sebelum keseimbangan plastis sepenuhnya dapat dikerahkan, digambarkan pada kurva b. Kurva b yang menunjukkan kondisi keruntuhan geser lokal (*local shear failure*).



Gambar 2.6 Macam keruntuhan geser pada pondasi  
Sumber: Hardiyatmo, 1994

Dari pengujian model yang mengamati kelakuan tanah ketika mengalami pembebanan sampai terjadinya keruntuhan, terdapat dampak-dampak sebagai berikut:

- 1) Terjadinya perubahan bentuk tanah berupa pengembangan kolom tanah tepat di bawah dasar pondasinya ke arah lateral serta penurunan permukaan pada sekitar pondasi.
- 2) Terjadinya retakan lokal atau geseran tanah pada sekeliling pondasi.
- 3) Suatu bentuk tanah yang terbentuk yang tepat di bawah pondasinya mendesak tanah untuk bergerak ke bawah maupun ke atas (Gambar 2.6).
- 4) Pada umumnya, ketika keruntuhan terjadi zona geser melebar dalam suatu batas tertentu dan suatu permukaan geser yang berbentuk lengkungan berkembang kemudian disusul dengan gerakan pondasi turun ke bawah. Permukaan tanah disekitar pondasi dilanjutkan dengan terjadinya

penggembungan ke atas yang diikuti oleh retakan dan gerakan muka tanah disekitar pondasi. Keadaan ini menunjukkan bahwa geser sudah terjadi.

## 2.5 Penyelidikan Tanah

Menurut (Bowles, 1982) penyelidikan kondisi bawah tanah di tempat merupakan pra syarat bagi perencanaan elemen bangunan bawah (*substructure*). Selain itu, informasi yang memadai diperlukan untuk pengkajian kemungkinan (*feasibility*) dan ekonomi dari proyek yang diusulkan. Dinas bangunan umum memerlukan data tanah bersama dengan rekomendasi konsultan geoteknik sebelum mengeluarkan izin bangunan. Hal ini berlaku khususnya jika ada kemungkinan bahwa proyek tersebut membahayakan kesehatan atau keselamatan umum atau merusak lingkungan.

Elemen-elemen penyelidikan lapangan sangat bergantung pada jenis proyek tetapi umumnya harus memberikan:

- 1) Informasi untuk menentukan jenis pondasi yang diperlukan (dangkal atau dalam).
- 2) Informasi yang memungkinkan konsultan geoteknik membuat rekomendasi mengenai kapasitas beban yang diijinkan pada elemen pondasi atau tanah.
- 3) Data/pengujian laboratorium yang memadai untuk menaksir penurunan (*settlement*).
- 4) Letak muka air tanah (atau penentuan apakah muka air tanah berada dalam daerah konstruksi).
- 5) Informasi untuk mengidentifikasi dan menyelesaikan masalah penggalian (papan turap dan pengeluaran air).
- 6) Identifikasi masalah yang potensial (penurunan, retak-retak, dan lain sebagainya).
- 7) Identifikasi masalah lingkungan dan pemecahannya.

### 2.5.1 Uji Sondir (Cone Penetration Test)

(Bowles, 1982) menyatakan pengujian CPT merupakan pengujian sederhana yang sekarang banyak digunakan. Dalam pengujian ini sebuah kerucut (konus) didorong ke dalam stratum tanah yang akan diselidiki dan tahanan yang bersangkutan diukur. Tahanan tersebut bisa berasal dari kerucut itu sendiri atau

lebih lazim, tahanan kerucut dan sisi atau tahanan keliling (habatan pelek) suatu segmen pendek dari pipa yang didorong bersama kerucut. Tahanan kerucut dihubungkan dengan kekuatan geser tertutup (*undrained*), karena pengujian tersebut begitu cepat sehingga timbul kondisi tertutup.

Pengujian ini pada mulanya dikembangkan untuk pasir halus, pasir halus berlanau dan deposit lempung. Pengujian CPT dapat dilakukan pada kerikil tetapi hasilnya cenderung menyesatkan.

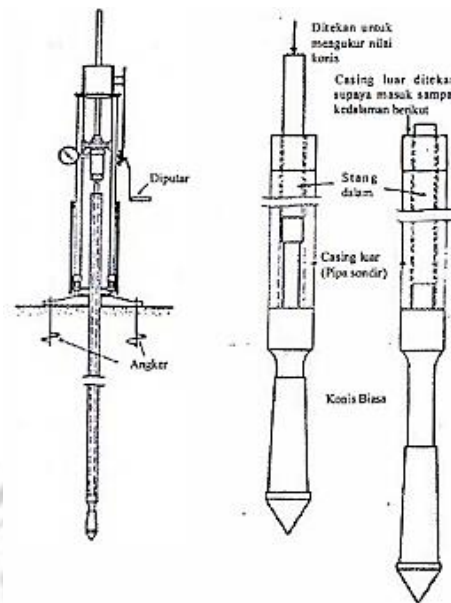
Menurut (Wesley, 2011) alat sondir merupakan suatu alat yang dikembangkan di negeri Belanda sebelum Perang Dunia II. Ujung alat ini ditekan langsung ke dalam tanah sehingga lubang bor tidak diperlukan. Ujung tersebut, yang berbentuk konis (kerucut), dihubungkan pada suatu rangkaian setang dalam, dan *casing* luar (disebut juga pipa sondir) ditekan ke dalam tanah dengan memakai suatu rangka dan dongkrak yang dijangkarkan dengan jangkar berbentuk spiral pada permukaan tanah.

Terdapat dua jenis ujung penetrometer yang dapat dipakai, yaitu:

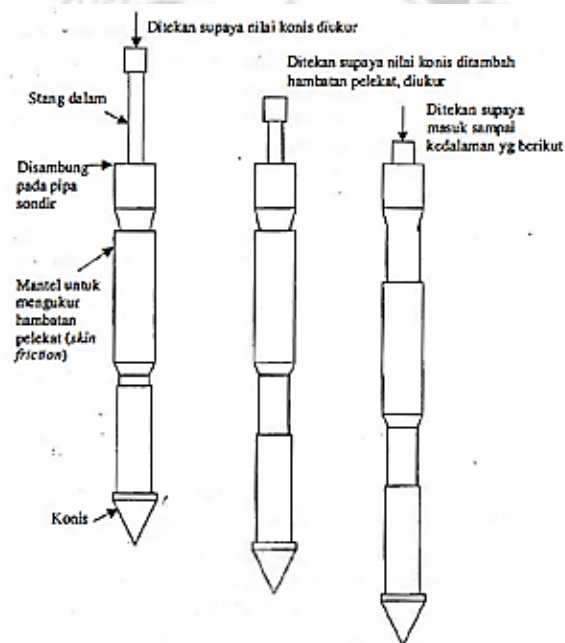
- 1) Konus biasa (*standard type*), merupakan jenis yang paling sering dipakai. Yang diukur adalah perlawanan ujung konus dan biasanya digunakan pada tanah berbutir kasar, dimana besar perlawanan lekatnya kecil.
- 2) Bikonus (*adhesion jacker/friction sleeve*), yang diukur adalah perlawanan ujung konus dan hambatan lekatnya yang biasanya digunakan pada tanah yang berbutir halus.

Alat sondir dan kedua jenis ujung dapat dilihat pada Gambar 2.7 dan 2.8. ujungnya sendiri adalah sebuah kerucut (konis)  $60^\circ$  dengan luas penampang  $10 \text{ cm}^2$ . Ujung ini ditekan ke bawah dengan suatu rangkaian setang dalam dan *casing* luar (pipa sondir).



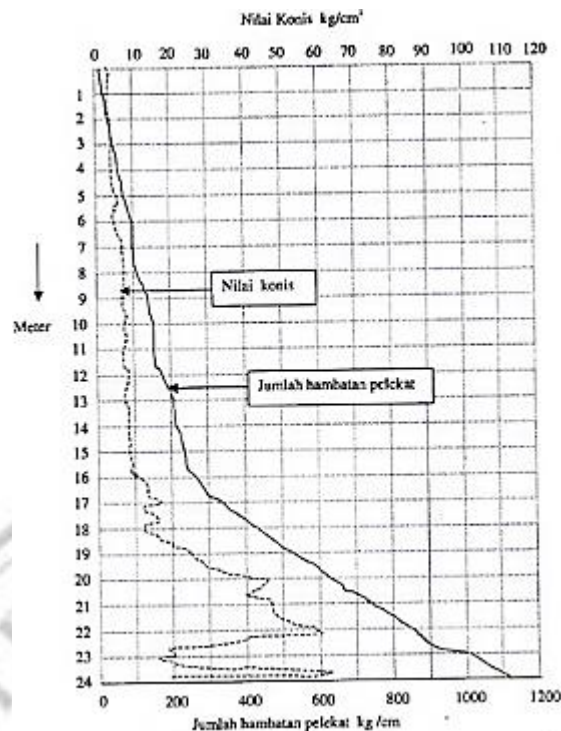


Gambar 2.7 Alat Sondir dengan Konis Biasa  
Sumber: Wesley, 2011



Gambar 2.8 Alat Sondir Bikonis  
Sumber: Wesley, 2011

Hasil uji sondir seperti yang terlihat pada Gambar 2.9 memberikan gambaran yang baik mengenai keadaan tanah, walaupun tidak memberikan keterangan mengenai terdiri dari apa sajakah tanah tersebut.



Gambar 2.9 Hasil Uji Sondir  
Sumber: Google

Menurut (Sihotang, 2009), uji sondir memiliki kegunaan sebagai berikut:

- 1) Untuk menentukan profil dan karakteristik tanah.
- 2) Merupakan pelengkap bagi informasi pengeboran tanah.
- 3) Menentukan daya dukung pondasi.
- 4) Untuk mengetahui kedalaman lapisan tanah keras serta daya dukung maupun daya lekat setiap kedalaman.
- 5) Untuk memberikan gambaran jenis tanah secara kontinu.
- 6) Untuk mengevaluasi (meninjau kembali) karakteristik teknis tanah.

Sementara itu, pengujian ini pun memiliki dua tujuan, yaitu:

- 1) Tujuan praktis: untuk mengetahui kedalaman dan kekuatan lapisan-lapisan tanah.
- 2) Tujuan teoritis: untuk mengetahui penetrasi konus dan jumlah hambatan lekat tanah.

### 2.5.2 Uji SPT (Standard Penetration Test)

Berdasarkan SNI 4153:2008, Uji SPT (*Standard Penetration Test*) merupakan suatu metode uji yang dilaksanakan bersamaan dengan pengeboran

untuk mengetahui, baik perlawanan dinamik tanah maupun pengambilan contoh terganggu dengan teknik penumbukan. Uji SPT terdiri atas uji pemukulan tabung belah dinding tebal ke dalam tanah, disertai pengukuran jumlah pukulan untuk memasukkan tabung belah sedalam 300 mm vertikal. Dalam sistem beban jatuh ini digunakan palu dengan berat 63,5 kg, yang dijatuhkan secara berulang dengan tinggi jatuh 0,76 m. Tinggi jatuh sendiri merupakan jarak yang dihitung dari penahan setinggi kira-kira 75 cm dari tempat palu dijatuhkan.

Pelaksanaan pengujian dibagi dalam tiga tahap, yaitu berturut-turut setebal 150 mm untuk masing-masing tahap. Tahap pertama dicatat sebagai dudukan, sementara jumlah pukulan untuk memasukkan tahap kedua dan ketiga dijumlahkan untuk memperoleh nilai pukulan N atau perlawanan SPT (dinyatakan dalam pukulan/0,3 m).

Hasil dari pekerjaan Bor dan SPT kemudian dituangkan dalam lembaran *drilling log* seperti pada Gambar 2.10 yang berisi:

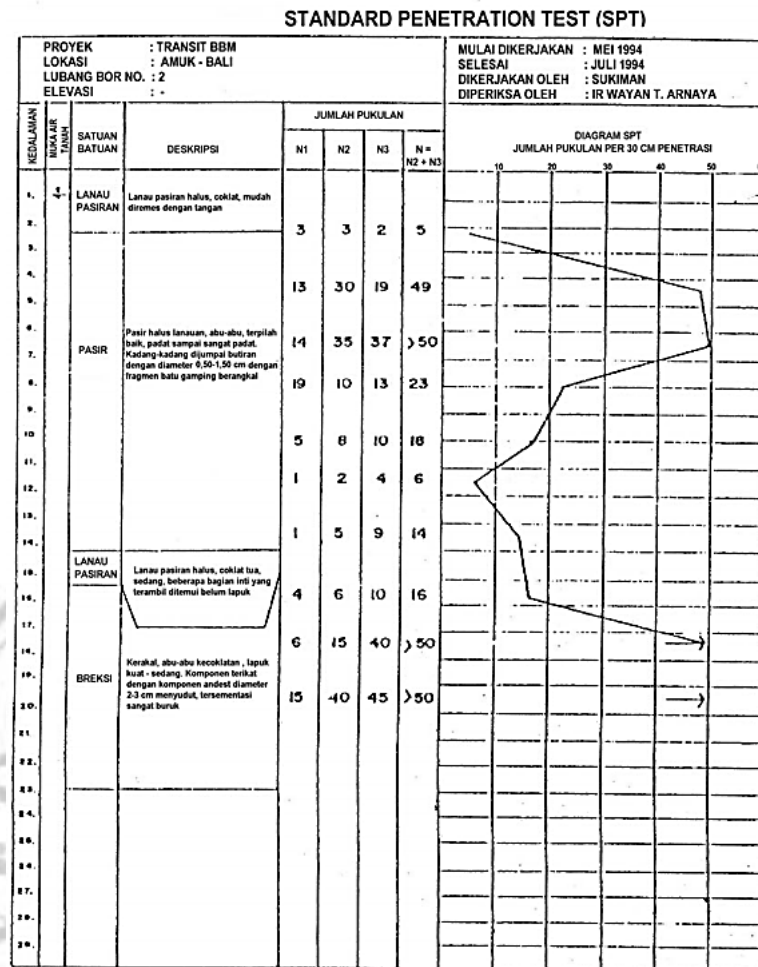
- 1) Deskripsi tanah meliputi jenis tanah, warna tanah, tingkat plastisitas dan ketebalan lapisan tanah masing-masing.
- 2) Pengambilan contoh tanah asli/*Undistributed Sample* (UDS).
- 3) Pengujian *Standard Penetration Test* (SPT).
- 4) Muka air tanah.
- 5) Tanggal pekerjaan dan berakhirnya pekerjaan.

Jumlah N pukulan memberikan petunjuk tentang kerapatan relatif di lapangan khususnya tanah pasir atau kerikil dan hambatan jenis tanah terhadap penetrasi. Uji ini biasanya digunakan untuk tanah yang keras. Menurut (Sihotang, 2009), tujuan penyelidikan tanah dengan uji SPT adalah:

- 1) Untuk merencanakan kepadatan relatif lapisan tanah tersebut dari pengambilan contoh tanah dengan tabung, dapat diketahui jenis tanah dan ketebalan tiap-tiap lapisan kedalaman tanah tersebut.
- 2) Memperoleh data yang kualitatif pada perlawanan penetrasi tanah dan menetapkan kepadatan dari tanah yang tidak berkoheisi yang biasanya sulit diambil sampelnya.

Adapun kegunaan hasil penyelidikan SPT adalah sebagai berikut:

- 1) Menentukan kedalaman dan tebal masing-masing lapisan tanah tersebut.



Gambar 2.10 Contoh Penampang Geologi Lubang Bor  
Sumber: SNI 4153:2008 Hal. 10

- 2) Sampel tanah terganggu yang diperoleh diuji untuk mengidentifikasi jenis tanah sehingga interpretasi nilai kuat geser dan deformasi tanah dapat diperkirakan dengan baik.

### 2.5.3 Uji Laboratorium

Uji laboratorium berfungsi untuk mengetahui karakteristik tanah pada lapisan-lapisan tanah yang telah diuji bor. Sampel tanah yang akan diuji pada laboratorium didapat ketika uji bor dilakukan. Sampel tanah diambil pada setiap lapisan tanah kemudian dilakukan uji triaksial untuk mendapatkan nilai sudut gesek dalam ( $\phi$ ), berat volume tanah ( $\gamma$ ) dan kohesi tanah ( $C$ ). Uji triaksial adalah pengujian dari benda uji berbentuk silinder yang dibungkus karet kedap air diberi tekanan ke semua arah dan kemudian diberi tekanan aksial sampai terjadi keruntuhan (SNI 03-4813-1998).

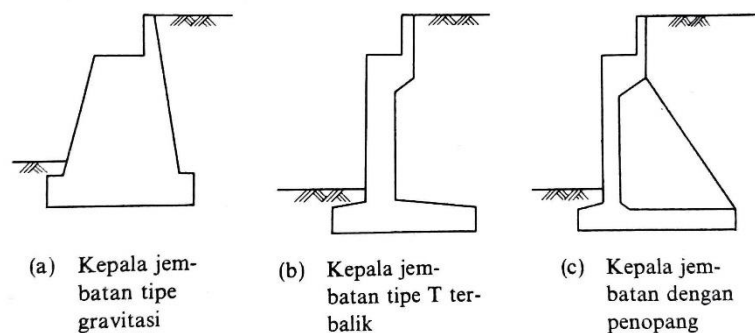
Metode perhitungan daya dukung tanah ujung dari uji laboratorium menggunakan 3 metode yaitu Terzaghi, Meyerhof, dan Tomlinson. Sedangkan perhitungan daya dukung selimut pondasi dapat dihitung dengan menggunakan metode Lamda.

## 2.6 Kepala dan Pilar Jembatan

Menurut (Nakazawa, 1994) kepala jembatan (*abutment*) adalah suatu bangunan yang meneruskan beban (beban mati dan beban hidup) dari bangunan atas dan tekanan tanah ke tanah pondasi, sedangkan pilar (*pier*) jembatan berfungsi menyalurkan gaya-gaya vertikal dan horizontal dari bangunan atas ke pondasi.

### 2.6.1 Kepala Jembatan (*Abutment*)

Bentuk struktur dari kepala jembatan yang umum, seperti yang terlihat pada Gambar 2.11 dan hubungan antara macam serta tinggi kepala jembatan yang sebaiknya disesuaikan dengan Gambar 2.12.



Gambar 2.11 Bentuk Umum Kepala Jembatan

Macam kepala jembatan	Tinggi pemakaian (m)					
	0	5	10	15	20	25
Tipe dengan penopang			8 m			
Bentuk T terbalik			12 m			
Tipe semi gravitasi			7 m			
Tipe gravitasi						

Gambar 2.12 Tinggi Pemakaian Kepala Jembatan Untuk Berbagai Bentuk  
Sumber: Nakazawa, 1994 Hal. 303

### 2.6.2 Pilar Jembatan (*Pier*)

Pilar jembatan sederhana adalah suatu konstruksi beton bertulang yang menumpu di atas pondasi tiang-tiang pancang yang terletak di tengah sungai atau yang lain yang berfungsi sebagai pemikul antara bentang tepi dan bentang tengah



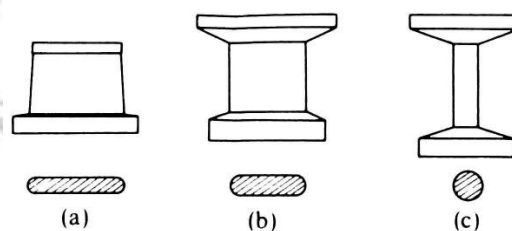
bangunan atas jembatan (SNI 2541:2008). Pilar-pilar dapat berupa susunan rangka pendukung (*trestle*), yaitu topi beton bertulang yang bertindak sebagai balok melintang (*cross beam*) dengan kepala tiang tertanam pada topi, atau susunan kolom, yang menggunakan sistem beton kopel (*pile cap*) yang terpisah, sistem balok dan kolom melintang terpisah.

Bentuk struktur pilar jembatan bervariasi sesuai dengan penempatan dengan kata lain struktur tersebut tidak boleh menghambat aliran air pada waktu banjir, misalnya untuk pilar yang dibangun di sungai. Untuk pilar sebaiknya dipilih penampang berbentuk bulat telur yang selangsing mungkin.

Bentuk bulat telur ini harus lebih tipis dari penampang lingkaran sehingga pengurangan luas penampang sungai cukup kecil dan juga masalah terhambatnya aliran air dapat diabaikan. Hal yang perlu diperhatikan bila tebal pilar telah ditentukan adalah pengurangan luas penampang sungai. Pengurangan luas sungai diberikan dalam persamaan berikut ini, tetapi kriteria umum menurut peraturan teknis Jepang, harga tertinggi adalah 5%.

$$\text{Pengurangan } L_{\text{penampang sungai}} = \frac{\text{Jumlah tebal pilar}}{\text{Lebar sungai total}} \times 100\% \dots\dots\dots (2.6)$$

Bila dipakai bentuk penampang bulat telur pada jembatan yang akan dibangun pada tikungan sungai, pertemuan dua sungai atau bila arah aliran pada saat air banjir berbeda dengan pada saat air rendah, maka penentuan arah aliran dengan kata lain penentuan sumbu utama bentuk bulat telur tersebut menjadi sulit. Dalam hal ini, sebaiknya dipilih bentuk penampang lingkaran. Dengan demikian pilar yang dibangun di sungai akan berbentuk seperti Gambar 2.13.

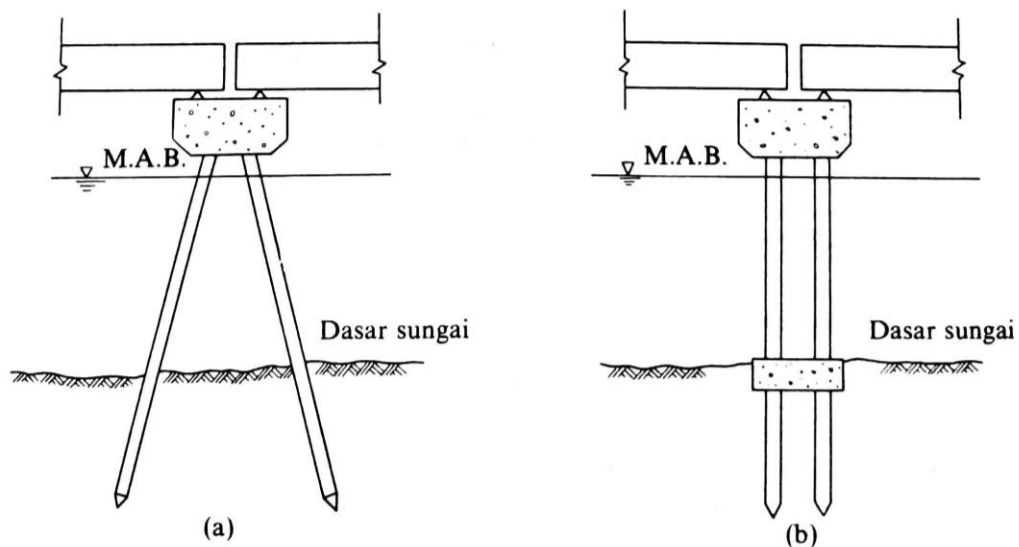


Gambar 2.13 Bentuk umum pilar jembatan yang dibangun di sungai  
Sumber: Nakazawa, 1994 Hal.304

Yang perlu diperhatikan, ada suatu keadaan tiang seperti yang terlihat pada Gambar 2.14 yang tidak diperkenankan di Jepang, karena berbagai alasan sebagai berikut:



- 1) Karena pergerakan air menimbulkan aliran turbulen dan arah aliran tidak menentu, penggerusan yang tidak normal cenderung akan terjadi sekitar pilar pada saat banjir.
- 2) Benda-benda hanyut seperti kayu terapung atau sampah akan tersangkut di sekitar pilar sehingga mengurangi luas peampang sungai dan pada saat yang sama akan menimbulkan pengaruh yang tak diinginkan bagi kestabilan pilar.



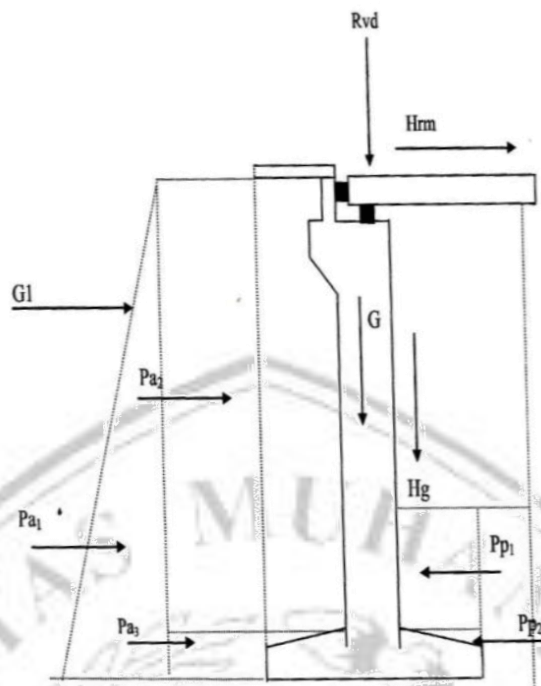
Gambar 2.14 Tiang yang Dilarang di Jepang  
Sumber: Nakazawa, 1994 Hal.304

Untuk pilar yang dipasang di atas tanah, dalam banyak hal dipilih bentuk rangka yang kaku atau pilar tipe kolom karena dengan demikian akan diperoleh pandangan yang lebih jelas melalui pilar atau ruangan bawah jembatan dapat dimanfaatkan sehingga cukup ekonomis. Untuk pilar tipe rangka kaku maka struktur beton bertulang, struktur baja atau struktur beton dapat dipertimbangkan pemakaiannya, tetapi mengingat pemeliharaan berikutnya maka struktur beton lebih menguntungkan.

### 2.6.3 Gaya Luar yang Bekerja pada *Abutment* dan Pilar Jembatan

#### a. Kepala Jembatan (*abutment*)

Pada perencanaan kepala jembatan (*abutment*) ini akan diperhitungkan banyak gaya dan beban yang bekerja pada kepala jembatan tersebut. Gaya-gaya tersebut digambarkan pada Gambar 2.15 dan Gambar 2.16.



Gambar 2.15 Gaya yang Bekerja pada Kepala Jembatan (*Abutment*)  
 Sumber: Supriadi, B., & Muntohar, A. S., 2007

Keterangan:

$P_{a1}, P_{a2}, P_{a3}$  = Gaya tekan aktif tanah pada belakang *abutment*

$P_{p1}, P_{p2}$  = Gaya tekan pasif tanah pada depan *abutment*

$G$  = Berat sendiri *abutment*

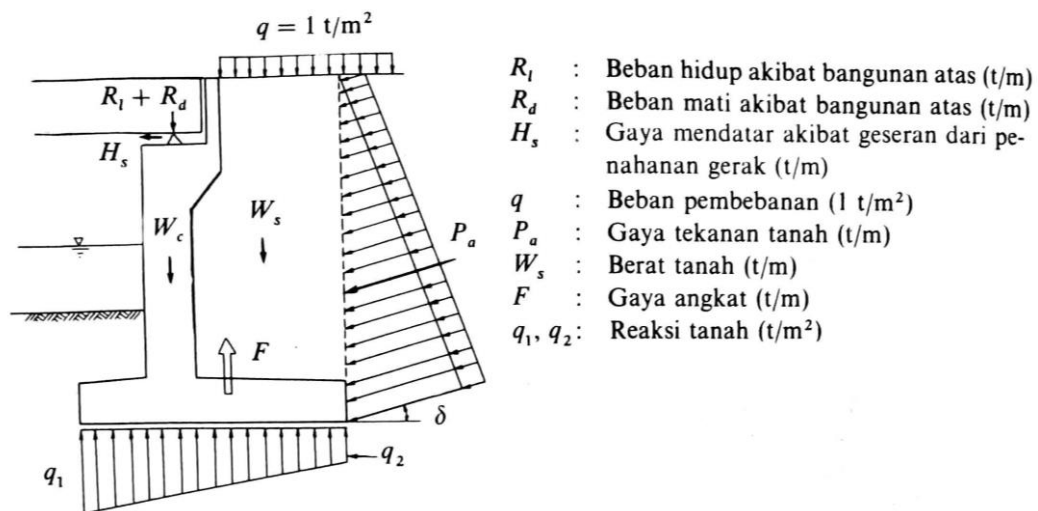
$G1$  = Gaya gempa akibat bangunan atas

$H_g$  = Gaya gesek akibat tumpuan bergerak

$H_{rm}$  = Gaya akibat rem

$R_{vd}$  = Gaya tekan akibat beban dari atas

Gaya keluar yang bekerja pada kepala jembatan umumnya tidak akan menimbulkan persoalan bila hanya gaya-gaya seperti pada Gambar 2.16 saja yang dipertimbangkan. Di samping itu, di daerah di mana gempa harus diperhitungkan, gaya inersia akibat gempa, dan pada jembatan jalan kereta api, gaya sentrifugal atau beban kejut perlu, lagipula melihat kenyataan bahwa dalam perencanaan kepala jembatan dengan bentuk umum seperti yang disebutkan di atas, perhitungannya dibuat untuk pias selebar 1 meter sehingga gaya luar yang bekerja dinyatakan dalam ton/meter.



Gambar 2.16 Gaya Luar Yang Bekerja Pada Kepala Jembatan  
Sumber: Nakazawa, 1994 Hal.304

Adapun gaya-gaya yang bekerja pada *abutment* seperti pada gambar diatas dipengaruhi oleh beberapa faktor diantaranya adalah sebagai berikut:

- **Gaya horizontal akibat gesekan tumpuan bergerak (Hg)**

$$\text{Koefisien gesekan} = 0,25 \text{ (PPPJR 1987 pasal 2.6.2)} \dots\dots\dots (2.7)$$

$$H_{\text{gesekan}} = \text{koefisien gesekan} \times R_{vd} \dots\dots\dots (2.8)$$

$$R_{vd} = \frac{P_{\text{total}}}{2} \text{ (ton)} \dots\dots\dots (2.9)$$

- **Gaya gempa akibat struktur atas**

$$G_1 = K \times R_{vd}$$

$$K = \text{ketetapan (0,07)}$$

- **Gaya horizontal tanah**

- Beban tekanan tanah

Koefisien tekanan tanah nominal harus dihitung dari sifat-sifat tanah. Sifat-sifat tanah (kepadatan, kadar kelembapan, kohesi sudut geser dalam dan lain sebagainya) bisa diperoleh dari hasil pengukuran dan pengujian tanah. Tekanan tanah pada belakang *abutment* dan depan *abutment* kondisi normal dapat dihitung dengan rumus berikut ini:

- 1) Tekanan tanah aktif

Beban bekerja pada  $2/3 H$

$$K_a = [\tan(45 - \varphi/2)]^2 \quad \text{atau} \quad K_a = \tan^2 \left( 45^\circ - \frac{\varphi}{2} \right) \dots\dots\dots (2.10)$$

$$P_{a2} = 0,5 \times \gamma \times H^2 \times K_a \times L \quad \text{dan} \quad P_{a1} = K_a \times q \times h_1 \times L \dots\dots\dots (2.11)$$

Keterangan:

$K_a$  = Koefisien tekanan tanah aktif

$\phi$  = Sudut geser dalam

$P_a$  = Tekanan tanah aktif (ton)

$\gamma$  = Berat jenis tanah urug ( $\text{ton/m}^3$ )

$L_y$  = Panjang melintang pada *abutment* (m)

$H$  = Tinggi *abutment* (m)

Sumber: Buku Analisis & Perancangan Pondasi, J. Hary Christady H. Hal 451

## 2) Tekanan tanah pasif

Beban bekerja pada  $2/3 H$

$$K_p = [\tan(45^\circ + \phi/2)]^2 \quad \text{atau} \quad K_p = \text{tg}^2\left(45^\circ + \frac{\phi}{2}\right) \dots (2.12)$$

$$P_p = 0,5 \times \gamma \times H^2 \times K_p \times L \dots (2.13)$$

Keterangan:

$K_p$  = Koefisien tekanan tanah pasif

$P_p$  = Tekanan tanah pasif (ton)

Sumber: Buku Analisis & Perancangan Pondasi, J. Hary Christady H. Hal 456

## 3) Tekanan tanah akibat beban lalu lintas

Beban bekerja pada  $1/2 H$

$$P_q = Q \times K_a \times H \times L \dots (2.14)$$

Keterangan:

$P_q$  = Tekanan tanah akibat beban lalu lintas (ton/m)

$Q$  = Beban lalu lintas (ton/m)

Sumber: Buku Analisis & Perancangan Pondasi, J. Hary Christady H.

## • Stabilitas *abutment*

- Syarat aman terhadap geser

$$SF = \frac{\Sigma V \cdot \tan \frac{2}{3} \phi^\circ + c \cdot B}{\Sigma H} \dots (2.15)$$

- Syarat aman terhadap guling

$$SF = \frac{\Sigma M_x}{\Sigma M_y} \dots (2.16)$$

- Syarat aman terhadap eksentrisitas

$$e = \frac{B}{2} - \frac{\Sigma M_x - \Sigma M_y}{\Sigma V} < \frac{B}{6} \dots (2.17)$$

- Kontrol terhadap tegangan

$$\sigma = \frac{\Sigma V}{B \cdot L} - \left(1 \pm \frac{6e}{B}\right) \dots\dots\dots (2.18)$$

Jika  $\sigma_{\text{maks}} = Q_{\text{all}}$  (OK)

Jika  $\sigma_{\text{maks}} \leq Q_{\text{all}}$  (OK)

Sumber: Fajar Santoso, 2009, Tinjauan Bangunan Bawah (*Abutment*) Jembatan Karang Kecamatan Karangpandan Kabupaten Karanganyar, Hal. 15-16

- **Penulangan *abutment***

Batas-batas penulangan pada *abutment* menggunakan rumus yang sama pada penulangan struktur seperti berikut ini:

$$\rho_b = \left(\frac{0,85 \times \beta_1 \times f'_c}{f_y}\right) \times \left(\frac{600}{600 + f_y}\right) \dots\dots\dots (2.19)$$

$$\rho_{\text{max}} = 0,75 \times \rho_b \dots\dots\dots (2.20)$$

$$\rho_{\text{min}} = \frac{1,4}{f_y} \dots\dots\dots (2.21)$$

$$m = \frac{f_y}{0,85 \times f'_c} \dots\dots\dots (2.22)$$

$$M_n = \frac{M_n}{\phi} \dots\dots\dots (2.23)$$

$$R_n = \frac{M_n}{b \cdot d^2} \dots\dots\dots (2.24)$$

$$\rho_{\text{perlu}} = \frac{1}{m} \left\{ 1 - \sqrt{1 - \left(\frac{2 \cdot m \cdot R_n}{f_y}\right)} \right\} \dots\dots\dots (2.25)$$

$$\text{Luas tulangan: } A_s = \rho_{\text{min}} \times b \times d \dots\dots\dots (2.26)$$

$$\text{Tulangan bagi: } A_s \text{ bagi} = 20\% \times A_{s\text{pokok}} \dots\dots\dots (2.27)$$

- Kontrol tulangan geser

$$V_c = \left(\frac{1}{6} \sqrt{f'_c}\right) \times b \times d \dots\dots\dots (2.28)$$

$$\phi \times V_c < V_u < 3 \times \phi \times V_c$$

$$V_{s\text{perlu}} = \frac{V_u - \phi \cdot V_c}{\phi} \dots\dots\dots (2.29)$$

$$A_v = 2 \times \frac{1}{4} \times \pi \times d^2 \dots\dots\dots (2.30)$$

$$S = \frac{A_v \cdot f_y \cdot d}{V_s} \dots\dots\dots (2.31)$$

- Jarak Senggang maksimum tulangan geser

$$S_{\text{max}} = \frac{d}{2} \dots\dots\dots (2.32)$$

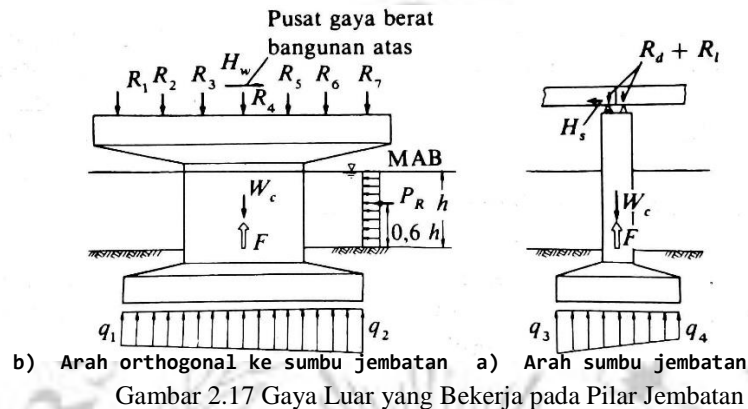
$$V_{s\text{ada}} = \frac{A_v \cdot f_y \cdot d}{S} \dots\dots\dots (2.33)$$

$$V_{s\text{ada}} > V_{s\text{perlu}} \text{ (Aman)}$$

Sumber: Fajar Santoso, 2009, Tinjauan Bangunan Bawah (*Abutment*) Jembatan Karang Kecamatan Karangpandan Kabupaten Karanganyar, Hal. 15-16.

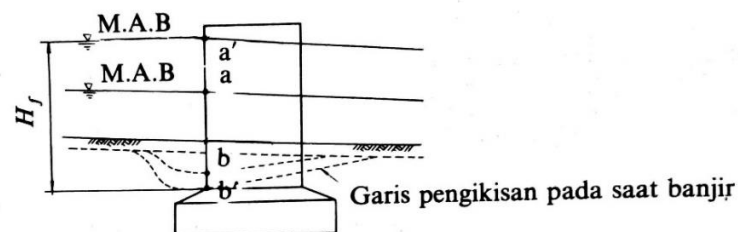
### b. Pilar Jembatan

Untuk gaya luar yang bekerja pada pilar, berbeda dengan gaya yang bekerja pada kepala jembatan, maka gaya searah sumbu jembatan dan gaya tegak lurus sumbu jembatan perlu diperhitungkan. Gaya luar umumnya seperti terlihat pada Gambar 2.17.



Keterangan:

- a)  $R_1-R_7$  = Reaksi balok utama (beban hidup dan beban mati) (ton)  
 $H_w$  = Beban angin yang bekerja pada bangunan atas (titik kerja pada pusat gaya berat bangunan atas) (ton)  
 $W_c$  = Berat mati pilar (t)  
 $P_R$  = Tekanan air yang mengalir (ton)  
 $F$  = Gaya angkat ke atas (ton)  
 $q_1, q_2$  = Reaksi tanah ( $\text{ton/m}^2$ )
- b)  $R_d$  = Beban mati akibat kerja bangunan atas (ton)  
 $R_l$  = Beban hidup akibat kerja bangunan atas (ton)  
 $H_s$  = Gaya mendatar akibat penahanan geser (ton)  
 $q_3, q_4$  = Reaksi tanah ( $\text{ton/m}^2$ )



Gambar 2.18 Pengamatan Saat Banjir



Lebih lanjut, tekanan arus air pada saat banjir didapat dengan persamaan berikut ini (perhatikan Gambar 2.18).

$$P_R = K \times V_f^2 \left( \frac{B'a + B'b}{2} \times H_f \right) \dots\dots\dots (2.34)$$

Keterangan:

K = Faktor yang tergantung kepada bentuk pilar seperti pada Gambar 2.19

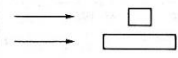
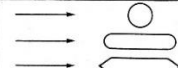
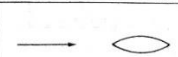
$V_f$  = Kecepatan aliran terbesar waktu banjir (m/detik)

$B'a$  = Lebar bangunan pada titik a' (m)

$B'b$  = Lebar bangunan pada titik b' (m)

$H_f$  = Kedalaman air banjir rencana dengan mempertimbangkan penggerusan (m)

Sumber: Nakazawa, 1994. Hal. 309

Bentuk bagian ujung pilar searah dengan aliran air	Konstanta
	0,07
	0,04
	0,02

Gambar 2.19 Konstanta Untuk Berbagai Bentuk Pilar  
Sumber: Nakazawa, 1994. Hal. 309

## 2.7 Pondasi Jembatan

Pondasi adalah suatu konstruksi pada bagian dasar struktur/bangunan (*substructure*) yang berfungsi meneruskan beban dari bagian atas struktur/bangunan (*upper structure*) ke lapisan tanah yang berada di bagian bawahnya tanpa mengakibatkan keruntuhan geser tanah dan penurunan (*settlement*) tanah/pondasi yang berlebihan. Beberapa bangunan dapat dibangun karena pondasi merupakan komponen utama dari suatu bangunan termasuk jembatan.

Pondasi jembatan adalah bagian dari jembatan yang berfungsi memikul seluruh beban yang bekerja pada pilar atau kepala jembatan (*abutment*) dan gaya-gaya lainnya serta melimpahkannya ke lapisan tanah pendukung. Adapun fungsi dari pondasi adalah sebagai berikut:

- a) Sebagai kaki bangunan atau alas bangunan.

- b) Sebagai penahan struktur atas dan meneruskan beban dari atas ke dasar tanah yang cukup kuat.
- c) Sebagai penjaga agar kedudukan bangunan tetap stabil (tetap).

Secara umum, terdapat dua macam pondasi, yaitu pondasi dangkal dan pondasi dalam. Pondasi dangkal digunakan apabila bangunan yang berada di atasnya tidak terlalu besar sedangkan pondasi dalam adalah pondasi yang dipakai pada bangunan diatas tanah yang lembek. Pondasi ini juga digunakan pada bangunan dengan bentangan yang cukup lebar (jarak antar kolom 6 meter) dan bangunan bertingkat.

Contoh pondasi dalam yaitu pondasi tiang pancang (beton, besi, pipa baja), pondasi sumuran, pondasi *borepile* dan lain-lain. Pondasi dalam digunakan apabila lapisan tanah didasar pondasi yang mampu mendukung beban yang dilimpahkan terletak cukup dalam atau dengan pertimbangan adanya penggerusan/galian dekat pondasi di kemudian hari (Sunggono, 1995). Persyaratan utama pondasi adalah sebagai berikut:

- a) Cukup kuat menahan muatan geser akibat muatan tegak ke bawah.
- b) Dapat menyesuaikan pergerakan tanah yang tidak stabil (tanah gerak).
- c) Tahan terhadap pengaruh perubahan cuaca.
- d) Tahan terhadap pengaruh bahan kimia.

Untuk itu pondasi haruslah kuat, stabil, aman agar tidak mengalami penurunan, tidak mengalami patah, karena akan sulit untuk memperbaiki suatu sistem pondasi. Akibat penurunan atau patahnya pondasi, maka akan terjadi:

- a) Kerusakan dinding, retak-retak.
- b) Lantai dan pelat retak dan bergelombang.
- c) Penurunan bagian atas jembatan.

Terdapat tiga kriteria yang harus dipenuhi dalam perencanaan suatu pondasi, yaitu:

- a) Pondasi harus ditempatkan dengan tepat, sehingga tidak longsor akibat pengaruh luar.
- b) Pondasi harus aman dari kelongsoran daya dukung.
- c) Pondasi harus aman dari penurunan yang berlebihan.

## 2.8 Pondasi Sumuran

Pondasi sumuran adalah suatu bentuk peralihan antara pondasi dangkal dan pondasi tiang digunakan apabila tanah dasar terletak pada kedalaman yang relatif dalam.

Persyaratan pondasi sumuran:

1. Daya dukung pondasi harus lebih besar daripada beban yang dipikul oleh pondasi tersebut.
2. Penurunan yang terjadi harus sesuai batas yang diizinkan (toleransi) yaitu 1" (2,54 cm).

Persamaan daya dukung pondasi sumuran:

$$Q_b = A_h \times q_c \dots\dots\dots$$

Keterangan:

$Q_b$  = Daya dukung ujung (kg)

$A_h$  = Luas penampang ( $\text{cm}^2$ )

$q_c$  = Tekanan rata-rata ( $\text{kg}/\text{cm}^2$ )

$$Q_s = A_s \times F_s \dots\dots\dots$$

Keterangan:

$Q_s$  = Daya dukung kulit (kg)

$A_s$  = Luas selimut ( $\text{cm}^2$ )

$F_s$  = Tahanan dinding ( $\text{kg}/\text{cm}^2$ )

Nilai  $F_s$  dapat dicari dengan persamaan:  $F_s = 0,012 \times q_c$

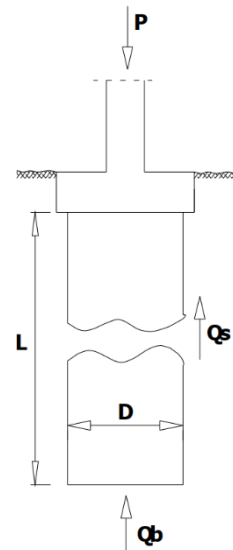
$$Q_{ult} = Q_b + Q_s \dots\dots\dots$$

$$Q_{all} = \frac{Q_{ult}}{S_f} \dots\dots\dots$$

Keterangan:

$Q_{ult}$  = Daya dukung batas (kg)

$S_f$  = Angka keamanan



## 2.9 Pondasi Tiang Pancang

Pondasi tipe ini dipilih apabila lapisan tanah keras terletak pada kedalaman yang sangat dalam, sehingga akan sukar sekali mengaplikasikan pondasi dengan tipe yang lain. Pondasi tiang dapat direncanakan dengan menggunakan bahan beton

bertulang, yakni beton *precast* (tiang pancang). Pondasi tiang jika ditinjau dari perhitungan daya dukungnya dibagi menjadi 2 (dua) tipe, yaitu:

- 1) *Friction pile*, bila beban pondasi tiang ditahan oleh daya lekat (*friction*) antara tiang dengan tanah.
- 2) *End bearing pile* atau *point bearing pile*, bila beban pondasi tiang ditahan oleh perlawanan tanah diujung tiang.

Pondasi tiang termasuk jenis pondasi dalam. Terdapat bermacam jenis pondasi tiang, antara lain tiang pancang dan tiang bor. Bagian ini akan membahas tinjauan yang harus dilakukan dalam merencanakan pondasi tiang. Berikut ini adalah langkah-langkah yang harus dilakukan:

- 1) Menentukan daya dukung vertikal tiang.
- 2) Menentukan jumlah kebutuhan tiang.
- 3) Mengontrol efisiensi dalam kelompok tiang.
- 4) Menentukan gaya tarik atau gaya tekan yang bekerja pada tiang.
- 5) Menentukan daya dukung horizontal tiang.
- 6) Mengontrol defleksi yang terjadi akibat gaya horizontal dengan syarat maksimum defleksi yang diijinkan.
- 7) Menentukan *settlement* atau penurunan.

### 2.9.1 Daya Dukung Ijin Kelompok Tiang

Apabila banyak tiang yang dipancang berdekatan satu sama lain, sehingga merupakan kelompok tiang, maka perlu diketahui apakah daya dukung kelompok sama dengan daya dukung per tiang dikalikan jumlah tiang.

Jika kelompok tiang terdiri dari *point bearing pile* maka daya dukung kelompok sama dengan daya dukung per tiang dikalikan jumlah tiang. Jika kelompok tiang terdiri dari *friction pile* maka daya dukung kelompok lebih kecil daripada daya dukung per tiang dikalikan jumlah tiang.

Daya dukung ijin tiang ditinjau berdasarkan kekuatan ijin tekan dan kekuatan ijin Tarik. Hal tersebut dipengaruhi oleh kondisi tanah dan kekuatan material tiang itu sendiri.

#### 1. Daya dukung ijin tekan

Analisis daya dukung ijin tekan pondasi tiang terhadap kekuatan tanah mempergunakan formula sebagai berikut:

a) Berdasarkan data sondir (Guy Sangrelat)

$$P_a = \frac{q_c \times A_p}{FK1} + \frac{T_f \times A_{st}}{FK2} \dots\dots\dots (2.35)$$

Keterangan:

- $P_a$  = Daya dukung ijin tekan tiang  
 $q_c$  = Tahanan ujung konus sondir  
 $A_p$  = Luas penampang tiang  
 $T_f$  = Total friksi/jumlah hambatan pelekat  
 $A_{st}$  = Keliling penampang tiang  
 $FK1, FK2$  = Faktor keamanan, 3 dan 5

Sumber: Buku Desain Pondasi Tahan Gempa, Anugerah Pamungkas, dkk. Hal. 42

b) Berdasarkan data N SPT (Meyerhof)

$$P_a = \frac{q_c \times A_p}{FK1} + \frac{\Sigma L_i f_i \times A_{st}}{FK2} \dots\dots\dots (2.36)$$

Keterangan:

- $P_a$  = Daya dukung ijin tekan tiang  
 $q_c$  = 20 N untuk *silt/clay*  
           = 40 N untuk *sand*  
 $A_p$  = Luas penampang tiang  
 $L_i$  = Panjang segmen tiang yang ditinjau  
           = Gaya geser pada selimut segmen tiang  
 $f_i$  = N maksimum 12 ton/m<sup>2</sup>, untuk *silt/clay*  
           = N/5 maksimum 10 ton/m<sup>2</sup>, untuk *sand*  
 $FK1, FK2$  = Faktor keamanan, 3 dan 5

Sumber: Buku Desain Pondasi Tahan Gempa, Anugerah Pamungkas, dkk. Hal. 43

## 2. Daya dukung ijin tarik

Analisis daya dukung ijin tarik pondasi tiang terhadap kekuatan tanah mempergunakan formula sebagai berikut:

a) Data sondir (Guy Sangrelat, Meyerhof)

$$P_{ta} = \frac{(T_f \times A_{st}) \times 0,70}{FK2} + W_p \dots\dots\dots (2.37)$$

b) Data N SPT (Meyerhof)

$$P_{ta} = \frac{(\Sigma L_i f_i \times A_{st}) \times 0,70}{FK2} + W_p \dots\dots\dots (2.38)$$

Keterangan:

$P_{ta}$  = Daya dukung ijin tekan tiang

$W_p$  = Berat pondasi

Sumber: Buku Desain Pondasi Tahan Gempa, Anugerah Pamungkas, dkk. Hal. 50-51

### 2.9.2 Kebutuhan Jumlah Tiang

Perhitungan jumlah tiang yang diperlukan pada suatu titik kolom menggunakan beban aksial dengan kombinasi beban DL + LL (beban tak terfaktor). Jumlah tiang yang diperlukan dihitung dengan membagi gaya aksial yang terjadi dengan daya dukung tiang.

$$np = \frac{P}{P_{all}} \dots\dots\dots (2.39)$$

Keterangan:

$np$  = Jumlah tiang

$P$  = Gaya aksial yang terjadi

$P_{all}$  = Daya dukung ijin tiang

Sumber: Buku Desain Pondasi Tahan Gempa, Anugerah Pamungkas, dkk. Hal. 54

### 2.9.3 Efisiensi Kelompok Tiang

Perhitungan jumlah tiang yang diperlukan seperti yang baru dijelaskan pada point 'Stabilitas Kepala Jembatan (*Abutment*)' masih belum sempurna karena daya dukung kelompok tiang bukanlah berarti daya dukung satu tiang dikalikan dengan jumlah tiang. Hal ini karena intervensi (tumpang tindihnya) garis-garis tegangan dari tiang-tiang yang berdekatan (*group action*). Pengurangan daya dukung kelompok tiang yang disebabkan oleh *group action* ini biasanya dinyatakan dalam suatu angka efisiensi. Perhitungan efisiensi kelompok tiang berdasarkan rumus Converse-Labbarre dari *Uniform Building Code AASHTO* adalah:

$$E_g = 1 - \theta \frac{(n-1)m + (m-1)n}{90 mn} \dots\dots\dots (2.40)$$

Daya dukung vertikal kelompok =  $E_g$  x jumlah pile x daya dukung ijin tiang

Keterangan:

$E_g$  = Efisiensi kelompok tiang

$\theta$  = Arc tg (D/s) (°)

D = Ukuran penampang tiang

s = Jarak antara tiang (as ke as)

m = Jumlah tiang dalam 1 kolom

n = Jumlah tiang dalam 1 baris



Syarat: daya dukung kelompok tiang harus lebih besar daripada gaya aksial yang terjadi.

Sumber: Buku Desain Pondasi Tahan Gempa, Anugerah Pamungkas, dkk. Hal. 55

#### 2.9.4 Beban Maksimum Tiang pada Kelompok Tiang

Akibat beban-beban dari atas dan juga dipengaruhi oleh formasi tiang dalam satu kelompok tiang, tiang-tiang harus dikontrol untuk memastikan bahwa masing-masing tiang masih dapat menahan beban dari struktur atas sesuai dengan daya dukungnya.

Beban aksial dan momen yang bekerja akan didistribusikan ke *pile cap* dan kelompok tiang berdasarkan rumus elastisitas dengan menganggap bahwa pile cap kaku sempurna, sehingga pengaruh gaya yang bekerja tidak menyebabkan pile cap melengkung atau deformasi.

$$P_{maks} = \frac{P_u}{np} \pm \frac{M_y \times X_{max}}{n_y \Sigma X^2} \pm \frac{M_x \times Y_{max}}{n_x \Sigma Y^2} \dots\dots\dots (2.41)$$

Keterangan:

$P_{maks}$  = Beban maksimum tiang

$P_u$  = Gaya aksial yang terjadi (terfaktor)

$M_y$  = Momen yang bekerja tegak lurus sumbu y

$M_x$  = Momen yang bekerja tegak lurus sumbu x

$X_{max}$  = Jarak tiang arah sumbu x terjauh

$Y_{max}$  = Jarak tiang arah sumbu y terjauh

$\Sigma X^2$  = Jumlah kuadrat X

$\Sigma Y^2$  = Jumlah kuadrat Y

$N_x$  = Banyak tiang dalam satu baris arah sumbu x

$N_y$  = Banyak tiang dalam satu baris arah sumbu y

$np$  = Jumlah tiang

Sumber: Buku Desain Pondasi Tahan Gempa, Anugerah Pamungkas, dkk. Hal. 57

Catatan:

- Apabila  $P$  maksimum yang terjadi bernilai positif, maka *pile* mendapatkan gaya tekan.
- Apabila  $P$  maksimum yang terjadi bernilai negatif, maka *pile* mendapatkan gaya tarik.

Berdasarkan hasil-hasil tersebut dapat dilihat apakah masing-masing tiang masih memenuhi daya dukung tekan dan/atau tarik bila ada.

### 2.9.5 Penurunan (*Settlement*) Kelompok Tiang

Penurunan tiang pada kelompok tiang merupakan jumlah penurunan elastis atau penurunan yang terjadi dalam waktu dekat (*immediate settlement* atau *elastic settlement*)  $S_i$  dan penurunan yang terjadi dalam jangka waktu yang panjang (*long term consolidation settlement*)  $S_e$ . Penurunan total merupakan penjumlahan dari kedua jenis penurunan tersebut.

$$S = S_i + S_e \dots\dots\dots (2.42)$$

Keterangan:

$S$  = Penurunan total (m)

$S_i$  = *Immediate settlement* (m)

$S_e$  = *Consolidation settlement* (m)

Sumber: Buku Desain Pondasi Tahan Gempa, Anugerah Pamungkas, dkk. Hal. 79

#### 1) Penurunan Segera (*Immediate Settlement*)

Penurunan segera adalah penurunan yang dihasilkan oleh distorsi massa tanah yang tertekan dan terjadi pada volume konstan. Menurut Janbu, Bjerrum, dan Kjaernsli (1956), hal itu dirumuskan sebagai berikut:

$$S_i = \mu_1 \mu_0 \frac{qB}{E} \dots\dots\dots (2.43)$$

Keterangan:

$S_i$  = Penurunan segera (m)

$q$  = Tekanan yang terjadi ( $P_u/A$ )

$B$  = Lebar kelompok tiang (m)

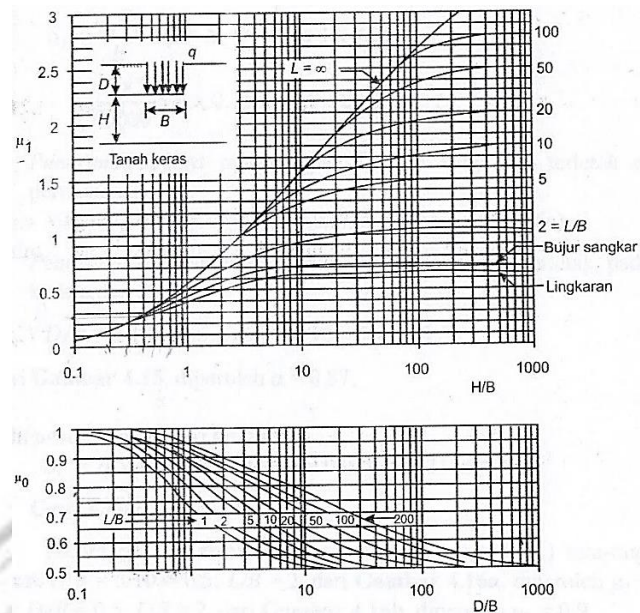
$E$  = Modulus elastisitas tanah ( $\text{kN/m}^2$ ) dapat dilihat pada Tabel 2.7

$\mu_1$  = Faktor koreksi untuk lapisan tanah dengan tebal terbatas  $H$

$\mu_0$  = Faktor koreksi untuk kedalaman pondasi

Sumber: Buku Desain Pondasi Tahan Gempa, Anugerah Pamungkas, dkk. Hal. 79

(Untuk menentukan nilai  $\mu_1$  dan  $\mu_0$  dapat dilihat pada Gambar 2.20)



Gambar 2.20 Grafik Untuk Menentukan Nilai  $\mu_1$  dan  $\mu_0$   
 Sumber: Mekanika Tanah 2, Hary Christady Hardiyatmo

Tabel 2.7 Modulus Elastisitas Tanah ( $E_s$ )

Jenis Tanah	$E_s$ (kN/m <sup>2</sup> )
<b>Lempung</b>	
Sangat lunak	300 – 3000
Lunak	2000 – 4000
Sedang	4500 – 9000
Keras	7000 – 20000
Berpasir	30000 – 42500
<b>Pasir</b>	
Berlanau	5000 – 20000
Tidak padat	10000 – 25000
Padat	50000 – 100000
<b>Pasir dan kerikil</b>	
Padat	80000 – 200000
Tidak padat	50000 - 140000
<b>Lanau</b>	2000 – 20000
<b>Loose</b>	15000 – 60000
<b>Serpih</b>	1400000 - 1400000

Sumber: Mekanika Tanah 2, Hary Christady Hardiyatmo

## 2) Penurunan Konsolidasi (*consolidation settlement*)

Penurunan konsolidasi terjadi pada tanah berbutir halus yang terletak di bawah muka air tanah. Penurunan yang terjadi memerlukan waktu, yang harusnya tergantung pada kondisi lapisan tanah. (Leonard, 1962)

Penurunan akibat konsolidasi dinyatakan dalam persamaan:

$$S_c = \frac{H}{1+e} \cdot C_c \log \frac{P_o + \Delta p}{P_o} \dots\dots\dots (2.44)$$

Keterangan:

- $S_c$  = Penurunan konsolidasi (m)  
 $H$  = Tebal lapisan tanah (m)  
 $C_c$  = Indeks pemampatan  
 $e$  = Angka pori tanah  
 $P_o$  = Tekanan efektif awal atau sebelum beban bekerja ( $\text{kN/m}^2$ )  
 $\Delta p$  = Tambahan tegangan akibat beban pondasi ( $\text{kN/m}^2$ )

Sumber: Buku Desain Pondasi Tahan Gempa, Anugerah Pamungkas, dkk. Hal. 81

### 2.9.6 Penulangan Pondasi Tiang Pancang

Untuk menghitung tulangan pondasi dapat dilakukan dengan langkah-langkah sebagai berikut:

#### 1) Menentukan momen nominal ( $M_n$ )

$$M_n = \frac{M_u}{\phi} \dots\dots\dots (2.45)$$

Keterangan:

- $M_n$  = Penurunan konsolidasi  
 $M_u$  = Faktor geologi  
 $\Phi$  = Faktor reduksi kekuatan tekan dengan tulangan spiral 0,65

Sumber: Edward Z. Halibe. 2015. Perencanaan Pondasi *Bored Pile* dan Metode Pelaksanaan pada Proyek Pembangunan Gedung RSJ Prof. DR. V.L, Ratumbuysyang manado, September. Halaman: 53

#### 2) Menghitung $\rho_{\min}$ , $\rho_b$ , $\rho_{\max}$

$$\rho_{\min} = \frac{1,4}{f_y} \dots\dots\dots (2.46)$$

$$\rho_b = \left( \frac{0,85 \times \beta \times f_c}{f_y} \right) \times \left( \frac{600}{600 + f_y} \right) \dots\dots\dots (2.47)$$

$$\rho_{\max} = 0,75 \times \rho_b \dots\dots\dots (2.48)$$

Keterangan:

$\rho_{\min}$  = Rasio tulangan minimum

$\rho_b$  = Rasio tulangan seimbang (*balance*)

$\rho_{\max}$  = Rasio tulangan maksimum

$\beta$  = Beta (0,85)

Sumber: Edward Z. Halibe. 2015. Perencanaan Pondasi *Bored Pile* dan Metode Pelaksanaan pada Proyek Pembangunan Gedung RSJ Prof. DR. V.L, Ratumbuysyang manado, September. Halaman: 53

3) Menghitung rasio tulangan yang diperlukan ( $\rho$ )

$$\rho = \frac{1}{m} \left\{ 1 - \sqrt{1 - \left( \frac{2 \cdot m \cdot R_n}{f_y} \right)} \right\} \dots\dots\dots (2.49)$$

$$m = \frac{f_y}{0,85 \times f_c} \dots\dots\dots (2.50)$$

$$R_n = \frac{M_n}{b \cdot d^2} \dots\dots\dots (2.51)$$

Keterangan:

$\rho$  = Rasio tulangan yang diperlukan

Sumber: Edward Z. Halibe. 2015. Perencanaan Pondasi *Bored Pile* dan Metode Pelaksanaan pada Proyek Pembangunan Gedung RSJ Prof. DR. V.L, Ratumbuysyang manado, September. Halaman: 54

4) Menghitung luas tulangan

$$A_s = \rho \times b \times d \dots\dots\dots (2.52)$$

$$A_s \text{ tulangan} = \frac{1}{4} \pi (\text{diameter tulangan}) \dots\dots\dots (2.53)$$

Keterangan:

$A_s$  = Luas tulangan yang digunakan

$b$  = Diameter pondasi

$d$  = Lebar efektif pondasi ( $b \times \text{selimut pondasi} \times (1/2\phi)$ )

$A_{s \text{ tulangan}}$  = Luas tulangan

Sumber: Edward Z. Halibe. 2015. Perencanaan Pondasi *Bored Pile* dan Metode Pelaksanaan pada Proyek Pembangunan Gedung RSJ Prof. DR. V.L, Ratumbuysyang manado, September. Halaman: 54

5) Menghitung jumlah tulangan

$$n = \frac{A_s}{A_s \text{ tulangan}} \dots\dots\dots (2.54)$$

Keterangan:  $n$  = Jumlah tulangan yang digunakan

Sumber: Edward Z. Halibe. 2015. Perencanaan Pondasi *Bored Pile* dan Metode Pelaksanaan pada Proyek Pembangunan Gedung RSJ Prof. DR. V.L, Ratumbuysyang manado, September. Halaman: 54

